

(19)



JAPANESE PATENT OFFICE

PATENT ABSTRACTS OF JAPAN

(11) Publication number: **2001164645 A**

(43) Date of publication of application: **19.06.01**

(51) Int. Cl.

**E04B 1/00**  
**E04B 1/26**

(21) Application number: **2000297526**

(22) Date of filing: **28.09.00**

(30) Priority: **28.09.99 JP 11275221**

(71) Applicant: **KANESHIRO**  
**KAZUMORINISHIMAKI**  
**MASARUTATEISHI HAJIME**

(72) Inventor: **TATEISHI HAJIME**

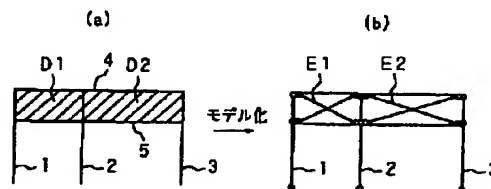
(54) **STRUCTURAL CALCULATION METHOD FOR  
WOODEN HOUSE AND WOODEN HOUSE BUILT  
USING THE SAME**

(57) Abstract:

PROBLEM TO BE SOLVED: To exercise structural design utilizing a wall conventionally treated as a non-bearing wall such as a vertical wall, a spandrel wall, an auxiliary wall, etc., provided in a wooden house as a strength element.

SOLUTION: Modeling for substituting hanging walls D1, D2 which are formed by stretching them over upper parts of three columns 1, 2, 3 and have not been conventionally treated as the bearing wall for braces E1, E2 is treated to take them into structural calculation as the strength element.

COPYRIGHT: (C)2001,JPO



(19) 日本国特許庁 (J P)

(12) 公開特許公報 (A)

(11) 特許出願公開番号

特開2001-164645

(P2001-164645A)

(43) 公開日 平成13年6月19日 (2001.6.19)

(51) Int.Cl.<sup>7</sup>

識別記号

F I

テーマコード(参考)

E 0 4 B 1/00  
1/26

E 0 4 B 1/00  
1/26

A

審査請求 有 請求項の数 4 O L (全 18 頁)

(21) 出願番号 特願2000-297526 (P2000-297526)

(22) 出願日 平成12年9月28日 (2000.9.28)

(31) 優先権主張番号 特願平11-275221

(32) 優先日 平成11年9月28日 (1999.9.28)

(33) 優先権主張国 日本 (J P)

(71) 出願人 399045905

金城 一守

京都府京都市北区上賀茂今井河原町5の6

(71) 出願人 399045972

西巻 優

京都府京都市北区西賀茂鹿ノ下町62番地

(71) 出願人 399045891

立石 一

大阪府茨木市美沢町5番G-507号

(72) 発明者 立石 一

大阪府茨木市美沢町5番G-507号

(74) 代理人 100078868

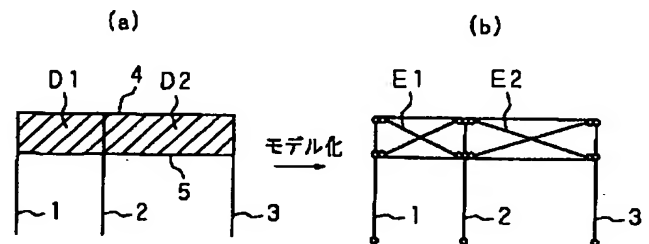
弁理士 河野 登夫 (外1名)

(54) 【発明の名称】 木造住宅の構造計算方法及びこれを利用して建築された木造住宅

(57) 【要約】

【課題】 木造住宅において設けられる垂壁、腰壁、補壁等、従来非耐力壁として扱われていた壁を耐力要素として構造計算に取り込み、構造設計を行う。

【解決手段】 3本の柱1、2、3の上部に渡して形成した従来耐力壁として取り扱われていなかった垂れ壁D1、D2を筋交いE1、E2に置換するモデル化処理を行って、構造計算に耐力要素として取り込む。



## 【特許請求の範囲】

【請求項1】 木造住宅の構造計算を行うべく架構の設定を行うに際して、木造住宅における垂壁、袖壁、腰壁等の非耐力壁として取扱われる壁を耐力要素として捉え、これをモデル化処理し、構造計算を行うことを特徴とする木造住宅の構造計算方法。

【請求項2】 前記モデル化処理は非耐力壁を筋交い又は壁エレメントに換算する処理であることを特徴とする請求項1に記載の木造住宅の構造計算方法。

【請求項3】 木造住宅の構造計算を行うべく架構の設定を行うに際して、木造住宅における非耐力壁として取扱われている壁を耐力要素として捉え、これをモデル化処理して得た構造計算の結果を反映させて建築されたことを特徴とする木造住宅。

【請求項4】 木造3階建以下であることを特徴とする請求項3記載の木造住宅。

## 【発明の詳細な説明】

## 【0001】

【発明の属する技術分野】 本発明は狭小間口の敷地等にて建つ木造住宅の構造計算方法及びこれを利用して建築された木造住宅に関する。

## 【0002】

【従来の技術及び発明が解決しようとする課題】 一般に木造建築、特に木造住宅においては垂壁、袖壁、腰壁等の部分は非耐力壁として取り扱われており、構造計算上は耐力要素とは認められておらず、これらの存在を無視して構造計算が行われていた。

【0003】 しかしこのような従来の構造計算方法にあつては、例えば木造3階建住宅の水平荷重（例えば風、地震等）に対する構造設計は建築基準法施行令第46条の規定による「壁倍率」の方法が一般的に適用されているが、解析精度が十分でないという問題があつた。

【0004】 また狭小間口の敷地に木造平屋建、2階建、又は3階建住宅を建築する場合、平面的には正面に駐車場と玄関とが並ぶレイアウトが必要となる場合が多くなるが、このような場合には奥行方向に延在する耐力壁については比較的設計が容易となる反面、間口方向に延在する耐力壁の設定が制約され、駐車場及び玄関が並ぶ広いスペースを確保するのが難しいという問題もあつた。

【0005】 本発明者等は従来の構造計算上、耐力壁として認められていなかった垂壁、袖壁（幅60cm以下）、腰壁等の所謂非耐力壁を耐力要素として構造計算に取り込むことで解析精度を高めると共に、前述した狭小間口の木造住宅においても耐力要素の設定が通常の耐力壁以外の手段で可能とすることで駐車場、玄関が並ぶレイアウトの要求にも応じ得ることを知見した。本発明はかかる知見に基づきなされたものであつて、その目的とするところは垂壁等の非耐力壁を耐力要素として捉えることで、通常の耐力壁以外の手段、即ち垂壁等の設定

によって層間変形角、偏心率、剛性率等の耐震指標を充足し得る構造計算方法及びこれを用いて建築された木造住宅を提供することにある。

【0006】 本発明の他の目的は、現行の建築基準法で規定されている水平方向荷重に対する設計は壁倍率によるとする木造の構造設計法に対して、従来の設計法にはよらず鉄骨造、RC（鉄筋コンクリート）造で広く実施されている構造計算法を適用することで、より自由な構造設計を可能ならしめ得る木造住宅の構造計算方法及びこれを用いて建築された木造住宅を提供することにある。

## 【0007】

【課題を解決するための手段】 請求項1に係る発明の木造住宅の構造計算方法は、木造住宅の構造計算を行うべく架構の設定を行うに際して、木造住宅における垂壁、袖壁、腰壁等の非耐力壁として取扱われる壁を耐力要素として捉え、これをモデル化処理し、構造計算を行うことを特徴とする。

【0008】 これによって従来非耐力壁と考えられていた壁を耐力要素として捉えることが可能となり、木造建築物自体の水平方向荷重に対する耐力及び変形性能をより正確に捉え得ることは勿論、狭小間口の木造住宅においても通常の耐力壁以外の手段で耐力要素の設定が可能となる。

【0009】 請求項2に係る発明の木造住宅の構造計算方法は、前記モデル化処理は非耐力壁を筋交い又は壁エレメントに換算する処理であることを特徴とする。

【0010】 これによって垂壁等の強度を正確に構造計算に取り込むことが可能となる。

【0011】 請求項3に係る発明の木造住宅は、木造住宅の構造計算を行うべく架構の設定を行うに際して、木造住宅における非耐力壁として取扱われている壁を耐力要素として捉え、これをモデル化処理して得た構造計算の結果を反映させて建築されたことを特徴とする。

【0012】 これによって木造住宅の構造設計の自由度が大きくなり、より使い勝手のよい住宅の設計が可能となる。

【0013】 請求項4に係る発明の木造住宅は、木造3階建以下であることを特徴とする。

【0014】 これによって狭小間口の木造2階建、又は3階建住宅においても正面に車庫と玄関のレイアウトが許容される水平方向荷重に対する強度の確保が可能となる。

## 【0015】

【発明の実施の形態】 図1は本発明方法に係る3階建の建物の構造計算方法の過程を示すフローチャートである。先ず架構の設定を行い（ステップS1）、地震力、風圧力等による水平力の設定を行い（ステップS2）、建築部材断面の設定を行って（ステップS3）、静的応力の解析を行い（ステップS4）、許容応力度に基づく

安全性の確認を行う（ステップS5）。

【0016】前記架構の設定過程においては、どのような部材をどのように架構を組むかを定め、また組み立てた架構を構造計算用に用意されたツールに適した態様にモデル化処理を行う。そしてこの際、垂壁、腰壁及び袖壁（幅60cm以下）等、従来は非耐力壁として取り扱われてきた部分についてはこれを耐力要素として捉え、例えばブレース（筋交い）または壁エレメント（軸力を持たず、水平力だけを持つ1本の木製の柱）に置換するモデル化処理を行い、構造計算に取り込み、構造計画、構造設計に反映させる。但し、階段、小屋組（屋根面は面剛性を持つと考える）は、耐力要素とはしない。

【0017】また上記構造計画の段階においては、安全性確認の結果、不適合の場合にはステップS3に戻って前述した過程を反復し、また適合の場合には層間変形角の確認（ステップS6）を行い（ $1/120$ 以下又は $1/150$ 以下。層間変形角は一般的に木造では $1/120$ 以下と規定される。但し、木造3階建は多くの場合、密集地で建てられることや、防火の意味あいより $1/150$ 以下に規定されるケースが多いことによる。）、再度判定を行う（ステップS7）。判定の結果不適合の場合には再びステップS3へ戻って前述した過程を反復し、また適合の場合には、偏心率、剛性率の確認を行う（ステップS8）。原則として偏心率は0.15以下、剛性率は0.60以上である必要がある。

【0018】耐震指標に関する安全性の確認を行い（ステップS9）、適合の場合は終了し、また不適合の場合には保有水平耐力の確認を行い（ステップS10）、判定を行う（ステップS11）。なお保有水平耐力の計算は増分解析法による。判定結果が不適合の場合にはステップS3へ戻って前述した過程を反復し、また適合の場合には終了する。

【0019】耐力要素の対象として捉えるべき垂壁は、例えば構造用合板（厚さ $t$ （mm） $\geq 9$ ）、又は構造耐力上有効な構造用合板（ $t=24$ ）を柱、梁等に直接釘打ち接合により取り付け構成されるが、材料、取り付け構造については上記の場合にのみ限定するものではない。袖壁、腰壁等についても同様である。なお上述した\*

$$\text{耐力壁の剪断力(kgf)} : Q = K \cdot \delta \quad \dots(1)$$

$$\text{ブレースの剪断力(kgf)} : Q = (2 \cdot E \cdot A_s \cdot l^2 \cdot \delta) / S^3 \quad \dots(2)$$

(1)、(2)式からブレース断面積 $A_s$ （ $\text{cm}^2$ ）は下記(3)式で与えられる。

$$A_s = (K \cdot S^3) / (2 \cdot E \cdot l^2) \quad \dots(3)$$

但し、 $K$ ：耐力壁の面内剪断剛性(kgf/cm)

$\delta$ ：変形量(cm)

$E$ ：置換ブレースのヤング係数(kgf/cm<sup>2</sup>)

$l$ ：合板の幅(cm)

$h$ ：合板の高さ(cm)

$S$ ：ブレース長さ(cm)

\*過程は木造3階建のみに限らず木造平屋建、木造2階建の場合も適用可能である。

【0020】図2(a)～(c)は本発明方法に依る場合の、また図2(d)は従来方法に依る場合の各原理を示す模式図である。従来方法にあっては図2(d)に示す如く、空間Aを囲ってその両側に耐力壁である側壁S1、S2を設け、上部に垂壁Dが形成されている構造の場合、垂壁Dはこれを非耐力壁とし、両側の側壁S1、S2のみを耐力壁として、構造計算に取り込み、その結果を構造計画、構造設計に反映させている。

【0021】これに対して本発明方法にあっては、図2(a)に示す如く、3本の柱1、2、3の上部に梁4を渡して空間A1、A2の上部に垂壁D1、D2が形成されている構造の場合、柱1、2、3と垂壁D1、D2とを含むフレームを水平抵抗要素として扱い、これをモデル化処理し、構造計算に取り込む。また図2(b)に示す如く、空間Aを囲う左、右に耐力壁としての側壁S1、S2を、また上部に垂壁Dを設定された構造の場合、側壁S1、S2に加えて、垂壁Dを含むフレームを水平抵抗要素として扱い、これらをモデル化処理し、夫々構造計算に取り込む。

【0022】図2(c)に示す如く、空間Aの片側に耐力壁としての側壁S1を、また上部に垂壁Dを設定された構造の場合、側壁S1に加えて柱3と垂壁Dとを含むフレームを水平抵抗要素として扱いモデル化処理し、夫々構造計算に取り込む。図3は図2(a)に示す構造についてのモデル化処理の内容を示す説明図であり、図3(a)に示す各垂壁D1、D2は図3(b)に示す如く夫々筋交いE1、E2に置換するモデル化処理を行い、このような構造のものとして構造計算を行う。なお図3(b)中○印は筋交いE1、E2と各柱1、2又は3とのピン接合部分（曲げ応力を伝達しない）を示している。

【0023】合板釘打ちの垂壁を耐力壁として取扱う場合、これを同じ剪断力を有するブレース（筋交い）に置換するモデル化処理の際の置換式は(1)～(3)式で与えられ、ブレースの長さを設定することで断面積 $A_s$ （ $\text{cm}^2$ ）が求まる。

【0024】

$$S = \sqrt{(l^2 + h^2)}$$

【0025】合板釘打ちの垂壁を耐力壁として取扱う場合、これを同じ曲げ剛性、剪断剛性を有する壁エレメントへの置換するモデル化処理の際の置換式は以下の過程で導かれる。水平抵抗要素である壁エレメントへの置換には軸剛性、曲げ剛性及び剪断剛性の3つのパラメータを用いるが、軸剛性は実質的には評価せず、通常は数値として小さい値、例えば0.1（ $\text{cm}^2$ ）を割り当てている。従って以下に水平抵抗要素の面内剪断剛性を曲げ剛

性と剪断剛性との2つに分割する場合について説明する。合板の曲げ変形 $\delta_v$ 、曲げ剛性 $I$ 、剪断変形 $\delta_s$ 、剪断剛性 $A_s$ は夫々下記(4)~(7)式で与えられる。

【0026】

$$\delta_v = (P \cdot h^3) / (12 \cdot E \cdot I) \quad \dots(4)$$

$$I = (t \cdot l^3) / 12 \quad \dots(5) \quad *$$

$$\delta_v / \delta_s = (G \cdot h^2) / (1.2 \cdot E \cdot l^2) \quad \dots(8)$$

水平抵抗要素の面内剪断剛性 $K$ は下記(9)式で与えられるから

$$k = P / \delta = P / (\delta_v + \delta_s) \quad \dots(9) \quad \times 10$$

$$I = \{ (K \cdot h^3) / (12 \cdot E) \} \cdot [ \{ (1.2 \cdot E \cdot l^2) + (G \cdot h^2) \} / (G \cdot h^2) ] \quad \dots(10)$$

$$A_s = \{ (K \cdot h) / G \} \cdot [ \{ (1.2 \cdot E \cdot l^2) + (G \cdot h^2) \} / (1.2 \cdot E \cdot l^2) ] \quad \dots(11)$$

但し、 $K$ ：耐力壁の面内剪断剛性(kgf/cm)

$P$ ：剪断力(kgf)

$E$ ：合板のヤング係数(kgf/cm<sup>2</sup>)

$G$ ：合板の剪断弾性係数(kgf/cm<sup>2</sup>)

$t$ ：合板の厚さ(cm)

$l$ ：合板の幅(cm)

$h$ ：合板の高さ(cm)

【0029】図4は本発明に係る実施の形態である3階建木造住宅の垂直断面を正面側から見た状態を示す概念図であり、図中Bは基礎、1、2、3は木製であって全断面有効な柱を示している。柱1、2、3に渡って3階の天井及び2、3階の床を支える梁4、5、6が平行に組立てられ、また柱1、3には夫々を取り込んで耐力壁たる側壁S1、S2、S3、S4が設けられている。なお1階部分には耐力壁は存在しない。

【0030】また1~3階の天井直下には前記梁4、5、6と平行に梁4、5、6の下方にこれと所定の間隔を隔てて鴨居7、8、9が設けられ、これら各鴨居7、8、9と梁4、5、6との間には垂壁D1、D2、D3が設けられている。土台、柱1、2、3、梁4、5、6等の材料としては集成材を用い、夫々の断面は120×120mm~120×300mmとした。柱2と鴨居7との交叉部分は図11に示す如き三角金物12にて束結した。更に1階の建物正面には、耐力壁がなく柱だけの骨組み架構とする。なお、図4においては、柱1、柱2、及び柱3の断面積がそれぞれ異なるよう構成してあるが、同じ断面積の柱1、柱2、及び柱3を用いても良い。

【0031】このようなフレームは、構造用合板を用いた垂壁により柱頭部分を拘束して、ラーメン架構を可能にし、柱脚はピンでも可能である。また、このフレームの中央の柱2の断面積を120×240mmとして剛性を高めると共に、この柱2には水平力が集中するため、接合部のスプッパ抜け防止のためにピン金物を用いて基礎Bに固定してある。

$$\delta_s = (P \cdot h) / (G \cdot A_s) \quad \dots(6)$$

$$A_s = (t \cdot l) / 1.2 \quad \dots(7)$$

【0027】(4)~(7)式からこれらを変形してまとめると、曲げ変形 $\delta_v$ と剪断変形 $\delta_s$ との比が下記(8)式で与えられる。

※【0028】置換式である壁エレメント(1本の柱)の曲げ剛性 $I$ 、剪断剛性 $A_s$ は下記(10)、(11)式で与えられる。

【0032】接合部分の継手仕口はプレカットによる従来の接合方法を採用し、また各階の耐力壁は構造用合板( $t \geq 9$ )を釘打ち接合により柱、梁、土台に固定して構成し、一部の垂壁は構造耐力上有効な働きをするように構造用合板( $t \geq 9$ )の両面を釘打ち接合で固めて構成する。また床の構造は構造用合板( $t = 24$ )を用いて梁に直接釘打ち接合で取り付けてある。

【0033】このような木造3階建住宅にあつては垂壁D1、D2、D3下端のレベルにダミーの層を考へて構造計算を行う。このような垂壁D1、D2、D3を構造的に利用することにより、垂壁D1、D2、D3に取り付く柱は柱頭が拘束されて水平耐力を負担し得ることとなり、また縦長の短い壁では「引抜き力」が小さくなる。

30 【0034】図5(a)、図6(a)、図7(a)、図8(a)は3階建木造住宅の実施例1~実施例4の構造を示す模式図、図5(b)、図6(b)、図7(b)、図8(b)は図5(a)~図8(a)に示す各実施例1~4の側壁及び垂壁を耐力壁として取扱い、これらを筋交いに置換するモデル化を行った状態を示すモデル図である。なお図9、図10には比較例1、2について示す。

【0035】図5(a)に示す木造3階建住宅にあつては水平距離3000mm、600mmの間隔を隔てて設置された図4に示す如き3本の木製の通し柱1、2、3のうちの両側の柱1、3夫々にはこれらを取り込んで1~3階にわたって耐力壁たる側壁S1、S2、S3が形成され、また柱1、2、3に渡して梁4、5、6が平行に渡されると共に、各梁4、5、6と平行であつて所定の寸法下方に鴨居7、8、9が設けられ、この鴨居7、8、9と梁4、5、6との間に垂壁D1、D2、D3が形成されている。各階の床面から天井の梁4、5、6までの高さは夫々2800mmとしてある。

【0036】図5(b)に示すモデル図では各垂壁D1、D2、D3及び耐力壁としての側壁S1~S3及びこの側壁S1~S3内に組み込まれている垂壁D11、D22、

D33は夫々耐力壁として取扱い、耐力要素たる筋交いE1～E9に置換するモデル化処理をしてある。筋交いの端部は梁4、5、6の梁端部より僅かに内側に取り付き、またその有効断面積は柱と同材として引張力、圧縮力に対しても有効とした。

【0037】図6は実施例2の構成を示す模式図、図6(b)は図6(a)をモデル化処理したモデル図である。この実施例2は木造の通し柱1、2間、2、3間の間隔を2700mm、900mmとした点以外は実施例1の構成と実質的に同じであり、対応する部分には同じ番号を付して説明を省略する。

【0038】図7は実施例3の構成を示す模式図、図7(b)は図7(a)をモデル化処理したモデル図である。この実施例3にあっては鴨居は各階において柱1、2間に渡してのみ設け、側壁S1～S3内には鴨居を設けない構成としてある。柱1、2、3の配置等の他の構成は実施例1のそれと実質的に同じであり、対応する部材には同じ番号を付してある。モデル化処理は各垂壁D1、D2、D3を筋交いE1、E2、E3に、また側壁S1、S2、S3を筋交いE4、E5、E6に置換し、構造計算に供される。

【0039】図8(a)は実施例4の構成を示す模式図、図8(b)は図8(a)をモデル化処理したモデル図である。この実施例4にあっては側壁S1、S2、S3内には鴨居を設けない構成としてあり、また柱1、2、3の配置等は実施例2のそれと実質的に同じであり、対応する部材には同じ番号を付してある。モデル化処理は各垂壁D1、D2、D3を筋交いE1、E2、E3に、また側壁S1、S2、S3を筋交いE4、E5、E6に夫々置換することで行われており、この状態で構造計算に供される。

【0040】図9(a)は比較例1の構成を示す模式図、\* 支点反力(t:トン)

\* 図9(b)は図9(a)をモデル化処理したモデル図である。この比較例1においては木造の通し柱1、2間、2、3間の間隔を夫々3000mm、600mmとし、柱2、3間には耐力壁としての側壁S1、S2、S3が設けられ、また各階には垂壁D1、D2、D3が設けられている。他の構成は実施例3のそれと実質的に同じである。

【0041】このような構成の木造3階建住宅をモデル化処理すると図9(b)に明らかなように耐力壁である側壁S1、S2、S3については各階毎に筋交いE4、E5、E6に置換されて構造計算に取り込まれるが、垂壁D1、D2、D3については耐力壁として扱われず、所謂非耐力壁として構造計算上はないものとして取り扱われていた。

【0042】図10(a)は比較例2の構成を示す模式図、図10(b)は図10(a)をモデル化処理したモデル図である。この比較例2は木造の通し柱1、2、3間の間隔を2700mm、900mmとした点以外は比較例1の場合と実質的に同じである。図10(b)から明らかなように耐力壁である側壁S1、S2、S3は夫々筋交いE4、E5、E6に置換されているが、垂壁D1、D2、D3については非耐力壁であって、構造計算上は無いものとして取り扱われている。

【0043】上述した実施例1～4、比較例1、2についての試験結果を表1～3に示す。表1は柱1、2、3の各支点番号a1～a3における支点反力(t:トン)を、また表2は1～3階における柱の曲げモーメントの最大値(tm)を、表3は所定の水平力を付与した際の各階の変位量(cm)を夫々示してある。

【0044】

【表1】

表 1

CASE 支点番号	a1	a2	a3	備 考
比較例1	0.0	-13.30	13.30	単位 t
実施例1	-1.54	-4.05	5.59	"
実施例3	-0.75	-8.81	9.56	"
比較例2	0.0	-8.87	8.87	"
実施例2	-1.45	-3.08	4.58	"
実施例4	-0.52	-6.78	7.30	"

比較例1と実施例1、3との差及び比較例2と実施例2、4との差から判断して垂壁を有効に利用することにより、引抜き力を半以下に抑制し得ることが分かる。

・柱の曲げモーメントの最大値 (t・m)

表 2

CASE \ 階	1 階	2 階	3 階	備考
比較例 1	0. 0 3	0. 0 3	0. 0 0	単位 t・m
実施例 1	0. 0 4	0. 0 4	0. 0 2	"
実施例 3	0. 1 1	0. 1 9	0. 1 7	"
比較例 2	0. 0 2	0. 0 2	0. 0 0	"
実施例 2	0. 0 2	0. 0 2	0. 0 1	"
実施例 4	0. 1 2	0. 1 2	0. 1 2	"

【0046】

\* \* 【表3】

・変位量 (絶対変位 cm)

表 3

CASE \ 階	2 階	3 階	R 階	備考
比較例 1	1. 3 7	3. 7 3	6. 3 2	単位 cm
実施例 1	0. 3 4	0. 6 5	0. 8 2	"
実施例 3	0. 9 4	2. 1 6	3. 2 9	"
比較例 2	0. 6 2	1. 6 9	2. 8 5	"
実施例 2	0. 2 0	0. 4 2	0. 5 6	"
実施例 4	0. 5 0	1. 2 2	1. 4 2	"

比較例 1 と実施例 1, 3 との差及び比較例 2 と実施例 2, 4 との差から判断して垂壁を有効に利用することによる効果は十分期待できる。

【0047】表 1 から明らかなように比較例 1, 2 に対して実施例 1 ~ 4 はいずれも支点反力が大幅に低減、換言すれば水平力が付与された際の引抜き力が大幅に低減されていることが解る。

【0048】また表 2 から明らかなように比較例 1, 2 に対して実施例 1 ~ 4 はいずれも曲げモーメントの最大値が増大していることが解る。更に表 3 から明かなように比較例 1, 2 に対して実施例 1 ~ 4 では 2, 3 階の 40 変位量も大幅に低減し得ていることが解る。

【0049】次に木造住宅における垂壁の水平耐力及び剛性を調べる試験を行ったので、これを説明する。実験用供試体は図 11 に示す如きものであり、3 本の木製の柱 1, 2 間、2, 3 間を 1800mm、2700mm の間隔に設定し、柱 1, 2, 3 の上端にわたって梁 4 を渡し、梁 4 の下方に鴨居 7 を設け、これら梁 4、鴨居 7 及び柱 1, 2, 3 に渡して垂壁としての構造用合板 (d=9、d=15 の 2 枚) 10 を釘を用いて固定した。各柱 1, 2, 3 の下端は沓金物 11 に嵌め込んで基礎に固定し 50

た。また構造用合板 10 と柱 2 との交叉部分には柱 2 の両側に三角金物 12 を垂壁受け材として使用した。

#### 【0050】試験方法

図 11 において白抜矢符方向から梁 4 に油圧シリンダのロッド先端を連結させ、反対側の図示しない取付支柱に変位計 SE1 ~ SE4 を上, 下方向に 830mm、720mm、700mm、650mm の間隔を隔てて 4 個固定し、また垂壁 D1, D2 と柱との接合部分には孔を開けて変位計 (図示せず) を 7 個固定した。油圧シリンダによって水平力を加え、各変位計 SE1 ~ SE4 が図 12 に示す所定の変位量 (mm) を示すように加圧を 3 回づつ反復した。

【0051】図 12 は油圧シリンダによって図 11 に示す如き実験用の 4 組の供試体 (No. 1 ~ No. 4) に付与した水平力付加パターンを示すグラフであり、各供試体に図 11 に示す如く白抜き矢符方向から 9. 6mm、14. 5mm、19. 3mm、29. 0mm、38. 6mm、58. 0mm、116. 0mm の第 1 ~ 第 7 载荷ステップにお

いて3回ずつ繰り返す両振幅载荷を付与し、また供試体 No. 4 には風加重を想定して片振幅载荷を同様に3回ずつ繰り返して付与し、各種の測定を行った。結果は表4～表6に示すとおりである。

【0052】表4は各供試体 No. 1～No. 4 についての荷重(kgf)、最大荷重(kgf)、最大荷重時における変位量(mm)、変位角(rad)、終局時変位(mm)を検出した結果を示している。表4から明らかなように、第4载荷ステップ(変位計SE1の変位量による層間変位角 $1/10^*$

表 4

供試体 番号	荷重(kgf)		最大 荷重 (kgf)	最大荷重時における		終局時 変位 (mm)
	1/120 rad 時	1/30 rad 時		変位量 (mm)	変位角 (rad)	
No. 1	1.370	4.094	4.460	121.6	1/24	181.6
No. 2	1.536	3.891	4.220	125.6	1/23	215.6
No. 3	1.668	4.107	4.910	157.2	1/18	204.8
No. 4	1.380	3.892	4.200	127.6	1/23	177.6

【0054】表5は各供試体について各変位計SE1～SE4の比率を示している。表5中各縦欄の点線の

左側欄は変位計SE1の変位量を、また右側欄は変位計SE4の変位量を夫々1.0とした場合の各変位量の比

表 5

変位形 の 位 置	全データの平均値による当該変位計の変位比率									
	No. 1		No. 2		No. 3		No. 4		平均値	
変位計 SE1	1.000	3.333	1.000	3.743	1.000	3.548	1.000	2.620	1.000	3.415
変位計 SE2	0.897	2.930	0.874	3.126	0.878	3.131	0.937	2.452	0.890	2.978
変位計 SE3	0.653	2.117	0.624	2.239	0.632	2.245	0.716	1.869	0.647	2.155
変位計 SE4	0.315	1.000	0.288	1.000	0.298	1.000	0.387	1.000	0.313	1.000

【0056】表5から明らかなように、変位状態の特徴として、柱脚から変位計SE2までの変位量の比率が、ほぼ直線的に増加し、特に両振幅载荷した供試体 No. 1～No. 3では、変位計SE3から柱脚間でほとんど曲げ変形を生じていない。片振幅载荷の供試体 No. 4はこの傾向がやや薄いものの、供試体 No. 4も含めた全体的な特徴として、変位計SE1と変位計SE2間、即ち垂壁部分における構造用合板の剪断変形は極めて小さいとい

表 6

供試体番号	試験剛性(kgf/mm)目標値	3本の標本平均値
No. 1	52.76	55.10
No. 2	55.89	
No. 3	56.65	

【0059】

\* 0rad : 以下同じ)まで、荷重—変位曲線はほぼ同じ軌跡を描き、この間、垂壁受け材の抜け出しが観察された。また第6载荷ステップ(1/50rad)からは同一荷重で繰り返し载荷を行う都度、変位が明らかに増加した。加力方向による変位量の差には有意の差は認められなかった。No. 1～No. 4の各供試体とも最大荷重を記録したのは1/25radを越えた後であった。

【0053】

【表4】

【0055】

【表5】

★で最大で、柱脚から垂壁受け材までの変位量は柱脚の回転にその大部分を負うと考えられる。

【0057】表6、表7及び表8には実験供試体 No. 1～No. 3についての両方向载荷試験の結果であり、表6は基準剛性を、また表7には基準許容耐力を、更に表8には基準終局耐力を夫々示してある。

【0058】

【表6】

【表7】



表 7

供試体番号	試験許容力 (kgf)	信頼水準 75%の 50%下側	$P_{max}$ (kgf)	$2/3 P_{max}$ の75%の 50%下側	決定値 (kgf)
No. 1	2.633	2.447	4.460	2.930	2.447
No. 2	2.345		4.220		
No. 3	2.535		2.910		

【0060】

\*10\* 【表8】

表 8

供試体番号	試験終局耐力 $P_u$ (kgf)	基準終局耐力(kgf)
No. 1	3,731	3,685
No. 2	3,602	
No. 3	3,885	

【0061】次に図13に示す説明図に基づき各供試体の基準許容耐力及び基準終局耐力の評価法を説明する。

a) 供試体の基準許容耐力の評価

1) 縦軸に荷重を、また横軸に変位をとり、荷重－変位包絡曲線を求め、この荷重－変位包絡曲線において、最大荷重の0.1倍と0.4倍に相当する点を、①の直線で結ぶ。

2) 最大荷重の0.9倍と0.4倍に相当する点を②の直線で結び、同じ傾きで荷重－変位包絡曲線と接する直線③を引き、直線③と直線①との交点の荷重を許容耐力とする。

3) 許容耐力の信頼水準75%の50%下側許容限界と、最大荷重の2/3の信頼水準75%の50%下側許容限界のうち、最も小さい値を供試体の基準許容耐力とする。

【0062】b) 供試体の基準終局耐力の評価

1) 荷重が最大荷重の0.8まで低下する時の変位と、供試体の剪断変位角が1/30となる変位のうち、小さい方の値を通り、縦軸に平行な直線④を引く。

2) 直線④、直線⑤、横軸、横軸に平行な直線⑥によって囲まれる部分の面積が、荷重－変位包絡曲線、横軸、直線⑤で囲まれる部分の面積と等しくなるように直※

表 9

入 力 項 目	部材M1	部材M2	部材M3	部材M4	部材M5	部材M6
部 材	120×120	120×240	120×120	120×180	構造用合板 $t = 9 + 15$	
断面積 (cm <sup>2</sup> )	144	288	144	216	11.39	24.36
断面2次モーメント (cm <sup>4</sup> )	1,728	13,824	19,200	21,800	10.81	49.45
ヤング係数 (tf/cm <sup>2</sup> )	105	120	120	120	40	40

【0065】

【表10】

※線⑤の位置を決め、直線⑤と縦軸との交点荷重の値を基準終局耐力とする。

20 3) 基準終局耐力の信頼水準75%の50%下側許容限界の値を供試体の基準終局耐力とする。

【0063】次に図14に示す解析モデル図に基づいて得た計算値と実験値とを比較する。図14中における各部材M1～M6の断面性能は、表9に示す値とした。

柱、梁材のヤング係数は材料試験により所定の性能を確認済みの実験供試体に用いた構造用集成材のJAS規格値を使用した。120mm角の柱に限っては、断面構成が加力方向に対して弱軸方向に構成されていたことを考慮し、ヤング係数を105 (tf/cm<sup>2</sup>)まで低減した。

30 プレースの部材(図14中の部材M5、部材M6)は、構造用合板の接合に用いた釘の仕様とピッチから、別途計算によってヤング係数と各断面性能値を求めた。また、梁、壁受け材の断面2次モーメントは、等断面積のせい40cm(垂壁のせいの約半分)として置換し求めた値を用いた。条件として、中央の柱に使用した三角金物を、剛域として考慮した場合と、無視した場合の2通りを想定した。結果は表10に示すとおりである。

【0064】

【表9】

表 10

P = 2, 500 kgfを仮定	実験値	剛域考慮	三角金物無視
柱頭の変位量 (mm)	45.37	47.83	56.30
剛性(kgf/mm)	55.10	52.27	44.40

【0066】続いて3タイプの実験供試体Ⅰ～Ⅴについてそれぞれモデル化を行い、本発明に係るモデル化処理による構造計算結果と、実験によるデータとが一致するか否かを検証した。図15は実験供試体タイプⅠの模式図、図16は実験供試体タイプⅠをモデル化処理したモデル図である。図15に示すように、実験供試体タイプⅠは、平面視矩形型の土台B1の長手方向上に柱1a、1b、1cおよび1dが立設され、柱1a～1dの他端を土台B1の長手方向に沿って設けられる梁4aにそれぞれ釘着してある。

【0067】また、土台B1と梁4aとの間の適宜の位置に、梁4aの長手方向に沿って垂れ壁受け材Daが柱1a及び柱1bの間に、垂れ壁受け材Dbが柱1b及び柱1cの間に、垂れ壁受け材Dcが柱1c及び柱1dの間にそれぞれ挟着されている。そして土台B1、柱1a、垂れ壁受け材Da、及び柱1bにそって袖壁S1が釘着されている。同様に袖壁S2も土台B1の長手方向の対向する位置に釘着されている。一方、垂れ壁受け材Da、Db、及びDcと梁4aとの間には略中央部を境にして垂れ壁D1、及びD2がそれぞれ釘着されている。そして、土台B1、柱1b、垂れ壁受け材Db、及び柱1cを囲む位置に駐車場または入口等のために用意される空間Aが形成される。

【0068】以上説明した実験供試体タイプⅠを、本発明に係るモデル化処理を行うと図16(a)、図16(b)の如くモデル化することができる。図16(a)に示すように実験供試体タイプⅠは柱1a～柱1d及び筋交いE1～E5で構成されるモデルにより表すことができる。一方、図16(b)に示すように本実施の形態では、柱1a及び柱1cの柱脚には支点バネF1、F2をそれぞれ設けてモデル化してある。つまり、各部材接合部の伸びを考慮して構造計算を行うべく支点バネF1、及びF2を挿嵌してモデル化処理を行ったもの（以下、軸バネモデルという）である。なお、支点バネF1、及びF2の剛性は8660Kg/cmとして計算してある。

【0069】以上の構成において、図15に示す矢印方向（東西方向）へ上述した両振幅漸増載荷（第1ステップ～第7ステップ）を行い、梁4aの東西方向への変位量を検知する変位計SE1から検出される変位量を計測した。図17は実験供試体タイプⅠの荷重に対する変位量を示すグラフである。図において、縦軸は荷重(kgf)を示しており、横軸は変位計SE1から出力される変位(mm)を示したものである。また各線のプロット

点1～7は第1～第7載荷ステップをそれぞれ示したものである。

【0070】図17に示す実線は両振幅漸増載荷を4回実行した場合におけるそれぞれの荷重に対する変位量を表したグラフである。また破線は本発明に係るモデル化処理による構造計算結果を示すグラフであり、一点鎖線は本発明に係る軸バネモデル化処理による構造計算結果を示すグラフである。図から明らかなように、本発明に係るモデル化処理による構造計算結果が、変位計SE1から出力される変位量とほぼ等しく、本発明に係るモデル化処理による構造計算の実用性が立証できた。

【0071】図18は実験供試体タイプⅡの模式図、図19は実験供試体タイプⅡをモデル化処理したモデル図である。タイプⅡはタイプⅠと異なり、垂れ壁D2の下部に位置する袖壁S2及び柱1cが無い構成となっている。このような構成において、同様に図19(a)に示すモデル化、図19(b)に示す軸バネモデル化を行い、両振幅漸増載荷試験を行った。

【0072】図20は実験供試体タイプⅡの荷重に対する変位量を示すグラフである。図に示すように、実線の実験データグラフと、点線のモデル化処理を行った本発明に係る構造計算結果とがほぼ一致していることが分かる。さらに一点鎖線の軸バネモデル化処理を行った本発明に係る構造計算結果ともほぼ一致していることが分かり、本発明に係るモデル化処理による構造計算の実用性がさらに立証することができた。

【0073】図21は実験供試体タイプⅢの模式図及び実験供試体タイプⅢをモデル化処理したモデル図である。タイプⅢはタイプⅠと異なり、土台B1が存在せず実験用の保持台N1及びN2上に柱1a及び1dを立設し、沓金物11、11でもって、柱脚を固定してある。また梁4aを支える柱は柱1a、及び柱1dの2本で構成され、袖壁は存在しない。さらに、柱1aと垂れ壁受け材Daとの接合部は三角金物12、12を配設することによって供試体タイプⅢの強度を確保してある。同様に柱1dと垂れ壁D2との接合部には三角金物12が配設されている。このような構成において、図22(a)に示す如くモデル化処理を行った。また、三角金物12の影響を考慮すべく、三角金物12をも構造計算要素としてモデル化（以下、三角金物モデル化処理という）した図を図22(b)に示す。そして、これらについて両振幅漸増載荷試験を実行した。なお、三角金物の剛性は500Kg/cmであり、実験供試体タイプⅢは土台B1が存在しないので軸バネF1、

F 2については特に設けていない。

【0074】図23は実験供試体タイプⅠⅠⅠの荷重に対する変位量を示すグラフである。図に示すように、実線の実験データグラフと、点線のモデル化処理を行った本発明に係る構造計算結果とがほぼ一致していることが分かる。さらに一点鎖線の三角金物モデル化処理を行った本発明に係る構造計算結果ともほぼ一致していることが分かる。なお、実験供試体タイプⅠⅠⅠにおいては荷重が高くなるほど、実験データと本発明に係る構造計算結果とが合致しなくなる傾向にあるが、これは構造計算に用いる各パラメータは安全面を考慮してより安全側のパラメータを採用することに起因するものである。この他、非耐力壁が垂れ壁D1、及びD2しか存在せず、構造計算に必要なパラメータが不足していることに起因するものである。ただし、構造計算に必要なパラメータ、すなわち非耐力壁が多ければ多いほど、本発明に係るモデル化処理による構造計算の精度が向上するといえることから、本発明の有効性がさらに立証された。

【0075】最後に実験供試体タイプⅠⅤについて実験を行った。実験供試体タイプⅠⅤは図11に示す構成からなり、この供試体について両振幅漸増載荷試験を行った。図24は実験供試体タイプⅠⅤをモデル化処理したモデル図である。なお、本試験にあっては柱1、柱2、及び柱3の耐力値として規格により定められる耐力値（以下、規格強度という）、及び規格により定められる耐力値とは異なる耐力値（以下、実験強度という）をそれぞれ設定してモデル化処理を行った。

【0076】図25は実験供試体タイプⅠⅤの荷重に対する変位量を示すグラフである。図に示すように、実線の実験データグラフと、点線のモデル化処理を行った本発明の規格強度に係る構造計算結果とがほぼ一致していることが分かる。さらに一点鎖線のモデル化処理を行った本発明の実験強度に係る構造計算結果ともほぼ一致していることが分かる。なお、実験供試体タイプⅠⅤにおけるモデル化処理の結果から、図11示す如く袖壁が存在せず、柱及び垂壁のみで構成される木造住宅においても本発明の構造計算方法の有用性が立証された。

【0077】

【発明の効果】請求項1に係る発明にあっては、従来非耐力壁と考えられていた壁を耐力要素として捉えることで、木造建築物自体の水平方向荷重に対する強度をより正確に捉え得ることは勿論、狭小間口の木造住宅においても通常の耐力壁以外の耐力要素の設定が可能となる。

【0078】請求項2に係る発明にあっては、垂壁等の強度を正確に構造計算に取り込むことが可能となる。

【0079】請求項3に係る発明にあっては、木造住宅の構造設計の自由度が大きくなり、より使い勝手のよい住宅の設計が可能となる。

【0080】請求項4に係る発明にあっては、狭小間口の木造3階建住宅においても正面に車庫と玄関のレイア

ウトが可能な水平方向荷重に対する強度の確保が可能となる。

【図面の簡単な説明】

【図1】本発明方法に用いる木造住宅の構造計算過程を示すフローチャートである。

【図2】(a)～(c)は本発明方法に依る場合の、また(d)は従来方法に依る場合の原理を示す模式図である。

【図3】図2(a)に示す構造についてのモデル化処理の内容を示す説明図である。

【図4】本発明に係る実施の形態である3階建木造住宅の垂直断面を正面側から見た状態を示す概念図である。

【図5】実施例1の模式図及びそれをモデル化処理したモデル図である。

【図6】実施例2の模式図及びそれをモデル化処理したモデル図である。

【図7】実施例3の模式図及びそれをモデル化処理したモデル図である。

【図8】実施例4の模式図及びそれをモデル化処理したモデル図である。

【図9】比較例1の模式図及びそれをモデル化処理したモデル図である。

【図10】比較例2の模式図及びそれをモデル化処理したモデル図である。

【図11】試験用の供試体の模式図である。

【図12】供試体に対する試験のための水平力付加パターンを示すグラフである。

【図13】実験供試体の基準許容耐力及び基準終局耐力の評価法を示す説明図である。

【図14】解析モデル図である。

【図15】実験供試体タイプⅠの模式図である。

【図16】実験供試体タイプⅠをモデル化処理したモデル図である。

【図17】実験供試体タイプⅠの荷重に対する変位量を示すグラフである。

【図18】実験供試体タイプⅠⅠの模式図である。

【図19】実験供試体タイプⅠⅠをモデル化処理したモデル図である。

【図20】実験供試体タイプⅠⅠの荷重に対する変位量を示すグラフである。

【図21】実験供試体タイプⅠⅠⅠの模式図である。

【図22】実験供試体タイプⅠⅠⅠをモデル化処理したモデル図である。

【図23】実験供試体タイプⅠⅠⅠの荷重に対する変位量を示すグラフである。

【図24】実験供試体タイプⅠⅤをモデル化処理したモデル図である。

【図25】実験供試体タイプⅠⅤの荷重に対する変位量を示すグラフである。

【符号の説明】

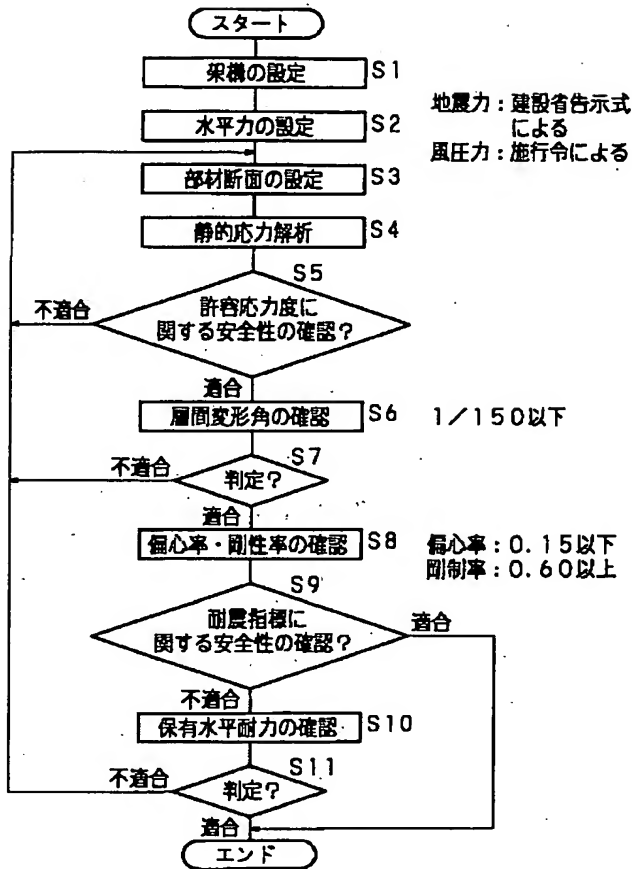
1, 1a, 1b, 1c, 1d, 2, 3 柱

4, 4a, 5, 6 梁  
7, 8, 9 鴨居  
10 構造用合板

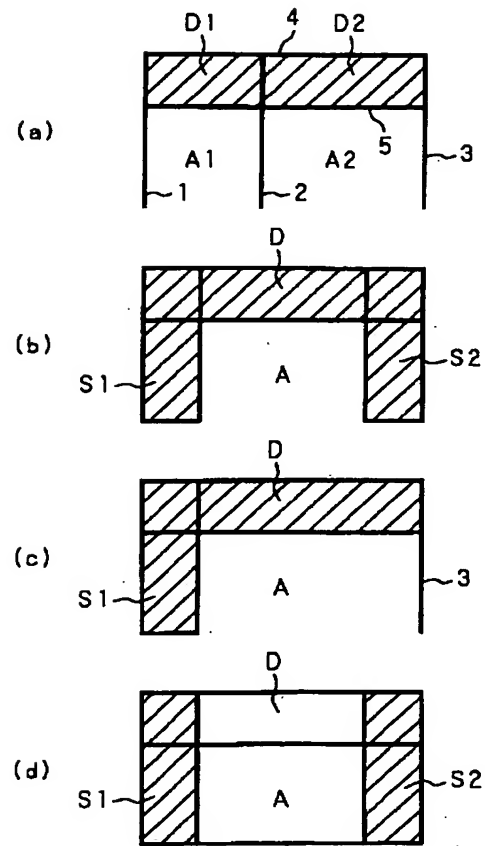
\* 11 沓金物  
1.2 三角金物

\*

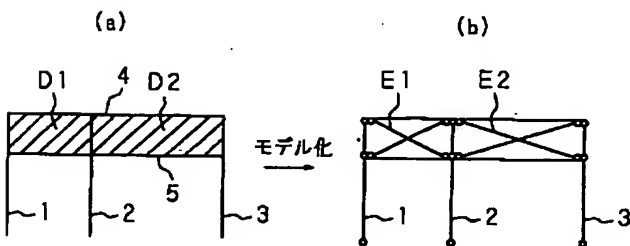
【図1】



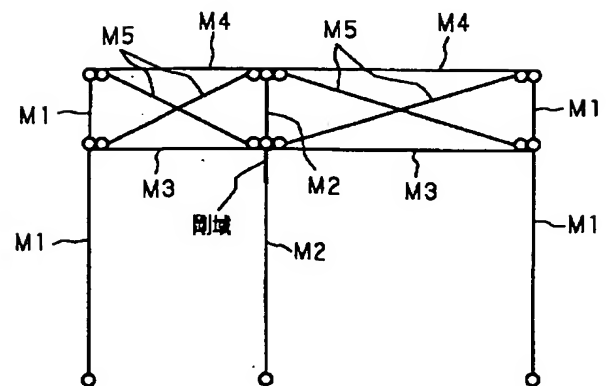
【図2】



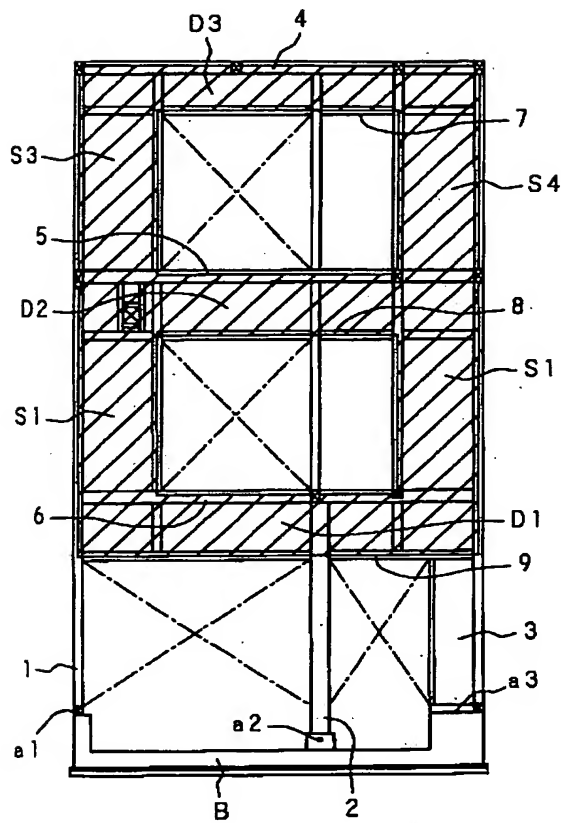
【図3】



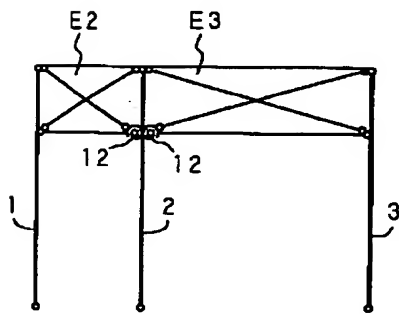
【図14】



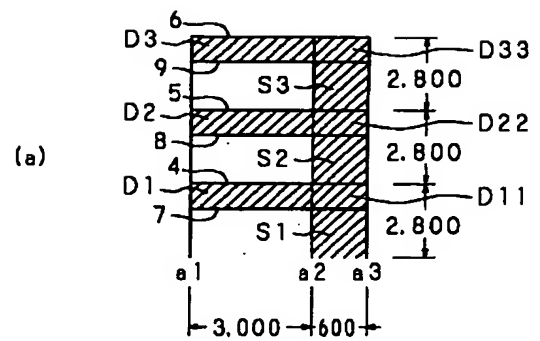
【図4】



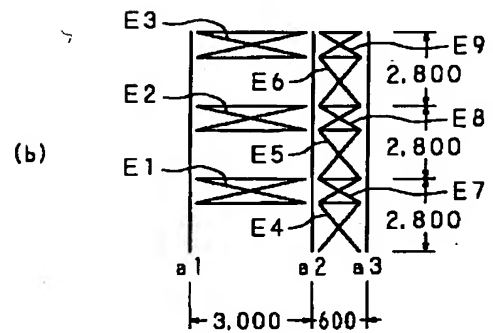
【図24】



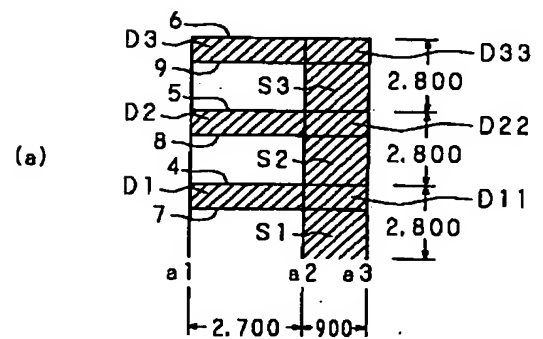
【図5】



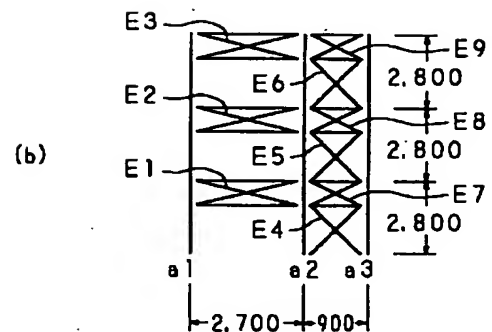
モデル化  
↓



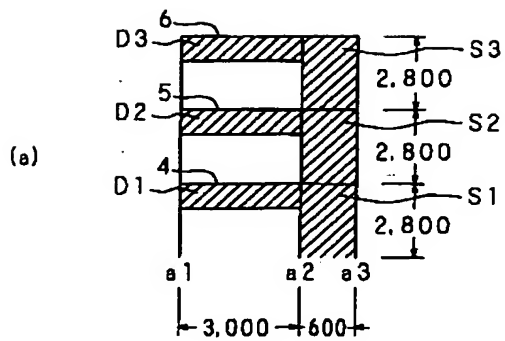
【図6】



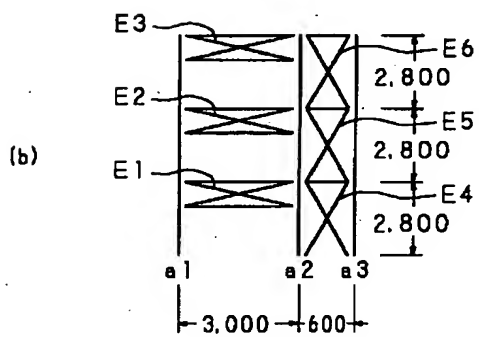
モデル化  
↓



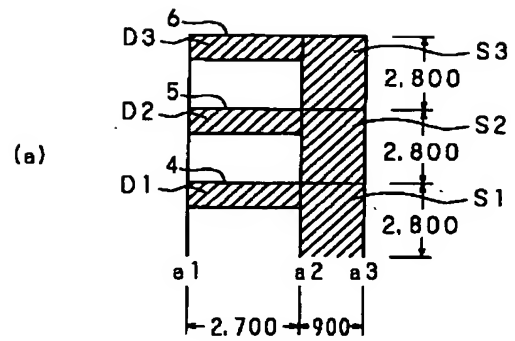
【図7】



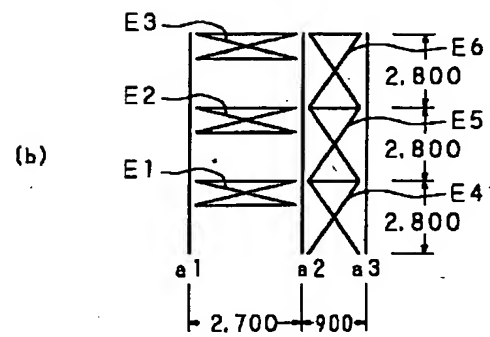
モデル化



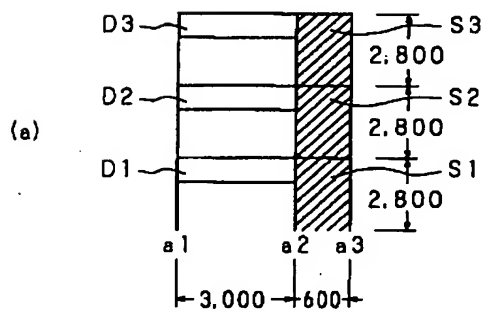
【図8】



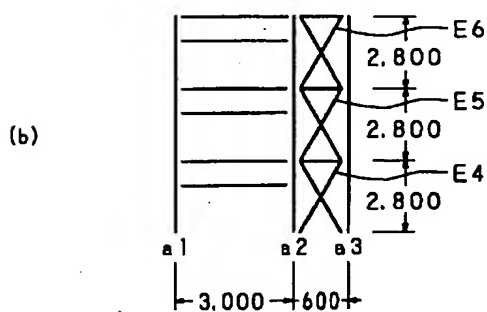
モデル化



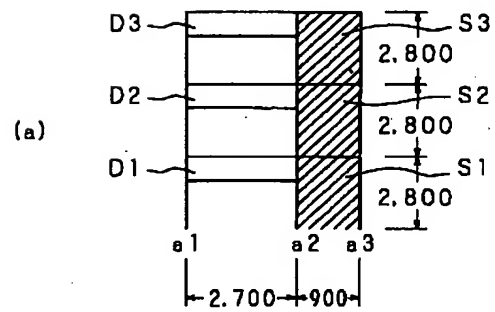
【図9】



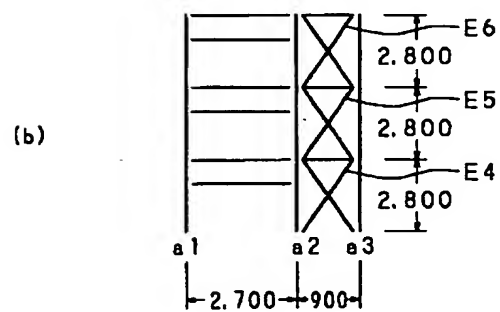
モデル化



【図10】



モデル化



荷重  $P$

$P_u$   
 $P_y$

(5)

(1) (4)

(3) (2)

$P_{max}$

荷重-変位包絡曲線

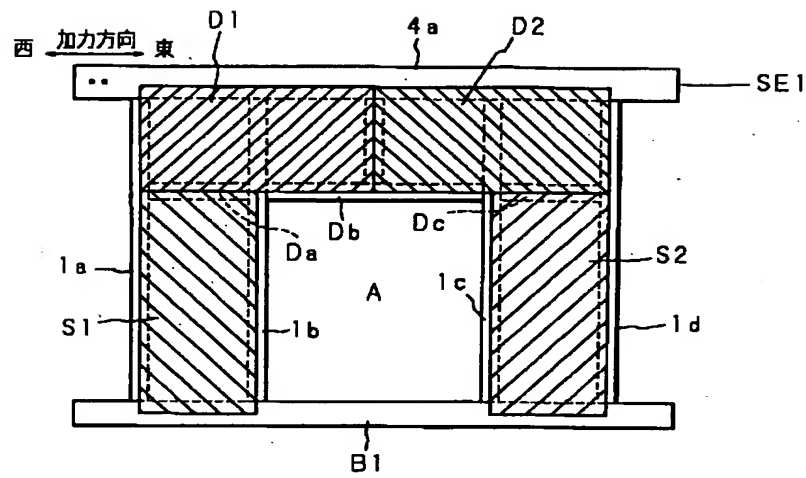
$\delta y$   $\delta u$

(6)

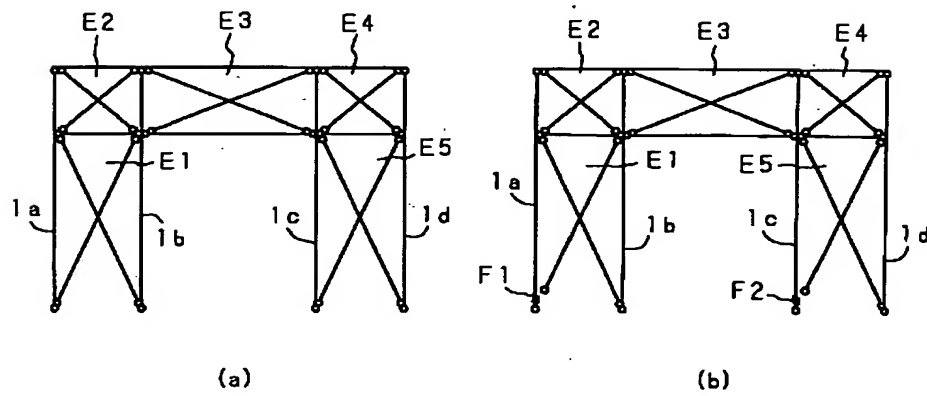
変位  $\delta$

$P_u$ : 試験終局耐力  
 $\delta u$ : 試験終局耐力に対する変位  
 $P_y$ : 試験許容耐力  
 $\delta y$ : 試験許容耐力に対する変位

【図15】



【図16】



【図17】

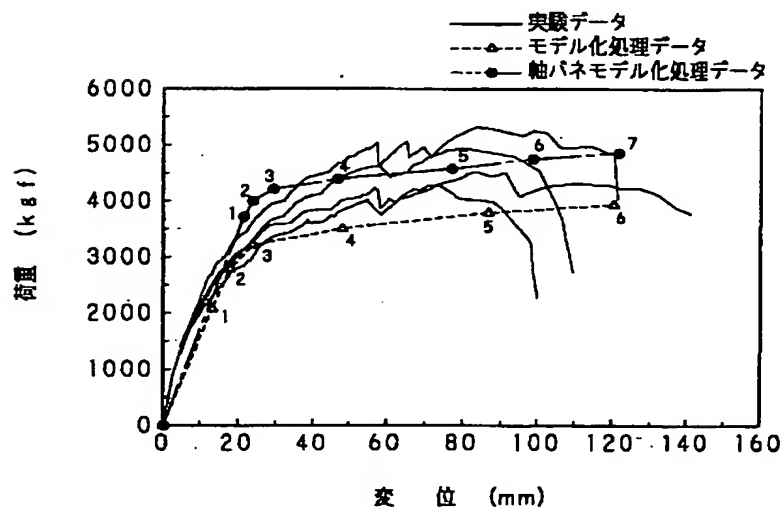




Figure 1 consists of two schematic diagrams, (a) and (b), of a truss structure. Both diagrams show a truss with vertical members 1a, 1b, and 1d, and horizontal members E1, E2, and E3. In diagram (a), the truss is supported by a fixed support at the bottom left and a roller support at the bottom right. In diagram (b), the truss is supported by a fixed support at the bottom left and a roller support at the bottom right. A force F1 is applied to member 1a in diagram (b).

Figure 10 is a line graph showing the Load-Displacement Relationship for Specimen 1. The y-axis represents Load (kgf) from 0 to 6000, and the x-axis represents Displacement (mm) from 0 to 160. The graph includes experimental data (solid line) and two types of model processing data: one with triangles (dashed line) and one with circles (dash-dot line). The experimental curve shows a peak load of approximately 2800 kgf at 65 mm displacement, followed by a drop and then a plateau. The model processing curves are smoother and generally follow the trend of the experimental data.

Figure 1 consists of two schematic diagrams, (a) and (b), of a frame structure. Both diagrams show two vertical columns, labeled 1a on the left and 1d on the right. A horizontal beam, labeled E3, connects the top of the columns. In diagram (a), the beam E3 is supported by diagonal bracing. In diagram (b), the beam E3 is supported by diagonal bracing, and there are additional labels L3 and L4 indicating specific components or joints on the beam.

Figure 1 is a line graph showing the load-displacement relationship for Specimen 1. The y-axis represents Load (kgf) from 0 to 6000, and the x-axis represents Displacement (mm) from 0 to 160. The legend indicates three data series: Experimental Data (solid line), Model Simulation Data (dashed line with diamond markers), and Triangular Metal Model Simulation Data (dashed line with circle markers). The experimental curve shows a peak load of approximately 4800 kgf at 150 mm displacement. The model simulations show a lower peak load of about 3000 kgf at 150 mm displacement.

Displacement (mm)	Experimental Load (kgf)	Model Simulation Load (kgf)	Triangular Metal Model Load (kgf)
0	0	0	0
20	1200	1000	1000
40	2000	1800	1800
60	3000	2500	2500
80	3800	2800	2800
100	4200	2800	2800
120	4500	2800	2800
140	4800	2800	2800
150	4500	2800	2800

【図25】

